

8. 橋梁耐震

とりまとめ：水田洋司 (九州産業大学)

論文題目：“エネルギー吸収機能を有する落橋防止装置の設計に関する解析的検討”(8-1)

著者：竹田周平、北浦 勝、宮島昌克
掲載：Vol.52A, pp.315-326, 2006年3月

◆ 討議 [梶田幸秀 (九州大学)]

TE型のケーブルの構成則について詳細に説明して下さい。

◆ 回答：

TE型の連結装置の構成側について、下記の各項目別に説明します。またTE型の復元力モデルを図-1に示します。

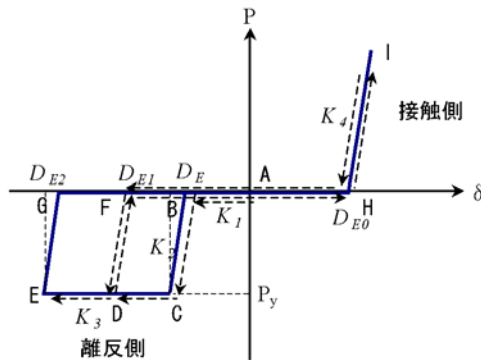


図-1 TE型の復元力モデル (本論：図-10)

1) 遊間

装置には遊間が設置されているため、この移動量以内では装置は作動しません。移動量が D_E に達した時点でPCケーブル連結装置に張力が発生します。

2) 初期剛性 K_1

初期剛性 K_1 は、式(1)により設定します。ここでは、 E は鋼材のヤング率、 A は鋼材の面積、 L は鋼材の長さを示します。この式(1)は従来型の連結装置の剛性と同一評価です。

$$K_1 = \frac{E \cdot A}{L} \quad (1) \quad (\text{本論：12})$$

3) 降伏荷重 P_y

着目したTE型は、コントロールパイプと称する鋼管とその内部にウェッジプレートが設置された構造であり、PCケーブルに張力が発生し、所定の荷重に到達するとウェッジプレートが鋼管内部を押し広げながらすべり出す特徴があります。本装置の降伏力は、このウェッジプレートがすべり出す荷重と定義しています。算定根拠は本論の式(3)~(9)を参照されたい。

この降伏力については、PCケーブルの降伏力よりも小さく設定することが可能となること、またPCケーブルに作用する地震力を低減できることなどが特徴となります。

4) 限界変位量 $D_{E2}-D_E$

本装置では、コントロールパイプの長さを限界変位量と定義しています。この長さを任意に設定することでTE型のエネルギー吸収量を調整することが出来ます。但しこの長さの最大は製作や座屈等の条件より、現在では800mm程度を目安としています。

5) 復元力特性

解析で考慮する復元力特性は、図-1に示すようにA→H→B間は装置の遊間であり自由に移動します。次に接触側について、Hを超過してからは K_4 を剛性とする骨格上を移動するモデル、すなわち非線形弾性型の特長であります。

(但しこの接触側について、桁の衝突側のモデルを示しています)また離反側では、Bを超過してからは K_2 を剛性とする骨格上を移動することは接触側と同じであるが、C点以降、すなわち降伏を超過した以降では K_3 の骨格上を移動します。さらに除荷された時では K_2 の勾配でX軸側に移動します。但しこれらの履歴部を一度経験すると、次回からはこの履歴部は無視した履歴特性に変化します。例えば、図-1におけるB点-C点-D点-F点に囲まれた面積部を一度経験すると、次はB点を超過してからはF点まで移動し続いてD点へ移動する。つまりスリップ型の特長であります。これらを図-1に示す記号で移動履歴を示すと下記のような順序となります。

移動履歴

A→H→I→H→A→B→C→D→F→B→A→H→A→B→F
D→E→G→

但し限界変位量に達すると、「A→H→I→H→A→G→E→G→A→」と移動する非線形弾性型に移行します。

◆ 討議 [阿曾克司 (金沢大学大学院)]

コントロールパイプである鋼管の交換は可能ですか。

◆ 回答：

可能です。鋼管(コントロールパイプ)に貫入されたウェッジプレート側のボルトを緩めると取り外すことが可能となります。その後、あらかじめ工場で組み立てられたコントロールパイプ(ウェッジプレート等含む)と交換します。限界変位量に達していない場合はPC鋼材に作用する応力は弾性変形であるためPCケーブルの再利用が可能となります。

◆ 討議 [葛西 昭 (名古屋大学)]

連結装置の降伏力は制御可能ですか。可能であればどの程度の範囲まで制作出来るのでしょうか。

◆ 回答：

連結装置の降伏力の制御はある程度の範囲で可能です。ここで示す降伏力は、コントロールパイプに貫入されているウェッジプレートが鋼管を押し広げてすべり始める時点の荷重と定義しています。但し降伏力の設定においては、設置する PC ケーブルの径、この径が配置できる鋼管径を選定、さらにウェッジプレートのサイズ（角度等）により決定されます。表-1 に現在の規格を示します。現在では、降伏荷重は 133～2507kN まで規格化されています。但しこれ以外の降伏荷重を任意で設定する際は、実験により検証する必要があります。

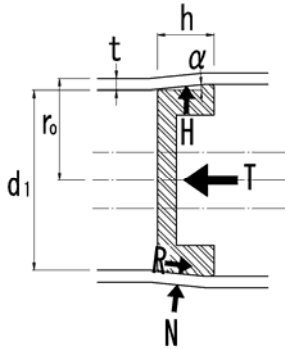


図-2 ウェッジプレートの構造寸法 (本論：図-4)

表-1 降伏力の規格一覧表

降伏荷重 (kN)	外径 \$d_1\$ (mm)	高さ \$h\$ (mm)
133	112	30
198	137	40
253	137	50
297	137	50
365	137	50
496	163	60
571	163	60
655	163	60
857	214	70
989	214	70
1163	214	70
1345	214	70
1550	265	80
1778	265	80
2507	317	95

論文題目：“ゴム鋼併用型耐震緩衝装置の荷重－変位関係の更新と衝撃荷重への適応性”（8－2）

著者：皆川勝、石黒聡、後藤勝

掲載：Vol.52A、pp.327-338、2006年3月

◆ 討議 [竹田周平 (金沢大学)]

1. 解析上のモデルでは、鋼管が降伏するまでは実験で得られた P- δ 特性で、これ以降はゴムのみのバネモデルと考えて良いですか。
2. 角度を変えて作用した場合の P- δ 特性はどの様になりますか。

◆ 回答：

1. 鋼管が降伏するまでは、ゴムの荷重変位関係ですが、鋼管が降伏する荷重は、ゴムの変形パターン of 易経を受けます。ゴムから鋼管へ伝達される力の分布が、ゴムの変形パターンにより変わることが主な理由です。鋼管が降伏した後は、鋼管の荷重変位関係とゴムの荷重変位関係の双方が影響します。簡単に言えば、ばねの直列モデルの状態です。ただし、鋼管が大変形しますので、その分を考慮すると、最終的には、ゴムと鋼管を表す直列バネに、さらにもうひとつのバネが並列されているモデルで表されます。
2. 角度を変えた載荷試験は行っていません。橋軸方向と橋軸直角方向の2方向のエネルギー吸収を想定したご質問であると思いますが、今後の検討課題とさせていただきます。

論文題目：“鋼種の異なる座屈拘束ブレースの繰り返し弾塑性挙動”（8－3）

著者：千田耕大、藤田将之、葛西昭、宇佐美勉、渡辺直起

掲載：Vol.52A、pp.339-347、2006年3月

◆ 討議 [竹田周平 (金沢大学)]

一般に使用されているダンパーと本論文で着目された BRB の経済性については、どのような関係がありますか。

◆ 回答：

本研究は、座屈拘束ブレース（以下、BRB）の弾塑性挙動に着目したもので、その BRB の大きさは長さが 2m 程度のものを実験にて使用いたしました。実際に使用する際には、長さ、耐力などが用途に応じて選択されるべきであり、ここでは、その経済性について明確に述べることはできません。軸力 1t 当たりの価格で一般的なダンパー（シリンダー系、オイル、粘性）の 30% 程度で製作が可能なお場合もあるようですが、明確にこれらの経済性について比較したものは無いようです。部材が全体座屈を起こさないようにカバーする簡単な構造形式となっていますので、比較的安価にできるということは言えると思います。

◆ 討議 [梶田幸秀 (九州大学)]

使用する充填材と鋼材の違いにより、ブレースの性能

に変化はありますか。

◆ 回答：

まず、ブレースそのものの材料特性によって、履歴挙動に若干差があることが言えます。本論文中では、極低降伏点鋼、低降伏点鋼、普通鋼を用いた実験結果について述べていますが、その鋼材の特性に応じた履歴挙動を示しますので、例えば、耐力と初期降伏荷重の比を各鋼材について比べてみると、極低降伏点鋼は2倍以上あるのに対して、普通鋼は1.7倍程度です。引張圧縮の双方について安定的な挙動を示す点は共通ですが、履歴挙動には差があるということになります。

続いて、座屈拘束材についてですが、座屈拘束材は、部材の全体座屈を防ぐ目的で設置されています。したがって、全体座屈を防ぐために所定の強度と剛性を必要とします。この強度と剛性が十分であるとするならば、ブレースが全体座屈を起こすことがなくなりますので、ブレースの軸方向特性に影響を及ぼすことはないものと思われれます。従って逆に、ブレースの軸方向特性に影響を及ぼさないようにするためには、座屈拘束材の材質、種類や形状に応じて、条件設定が必要となります。なお、座屈拘束材とブレースの間にどうしても発生する摩擦力は、ブレースの圧縮時耐力の上昇に影響を及ぼしますので、接触面における摩擦力が拘束材の材質や形状によって変化するならば、ブレースの性能に若干の差が現れてくることとなります。

◆ 討議 [山尾敏孝 (熊本大学)]

LY100 鋼の荷重-変位関係 (図-8) では、バイリニア型移動硬化則の結果に実験値と比較して大きな差が生じています。この原因は、バイリニア型ではバウジンガー効果が考慮されていないためと結論づけられていますが、これ以外の原因はありませんか。LY100 鋼の材料特性は影響しないのでしょうか。

◆ 回答：

最も大きな要因はバウジンガー効果と位置づけていますが、繰り返しひずみ硬化など種々の要因も考えられると思われれます。本研究では、バイリニア型移動硬化則の精度を検証するのが最大の目的ではなく、アーチ橋やトラス橋など、座屈拘束ブレース (以下、BRB) を利用することになる構造物の動的解析を実施する際に、簡易に扱える BRB の構成則を模索しているところに主目的があります。ご指摘のとおり、LY100 に特有の材料特性によって、バイリニア型移動硬化則では履歴挙動が精度良く予測できていないと結論づけられますが、履歴吸収エネルギーという観点からは、大勢に影響を及ぼすほどの差が生じないこと、あるいは、言い方を変えると、履歴吸収エネルギーについて差を極力小さくするような2次剛性をまとめたことについてここでは主張しています。

ご指摘の点は、さらに精度良く BRB の挙動を予測する

際には、精査しなければならない点と認識しております。簡易なモデルから、より高精度なモデルに移行する際には、ぜひ、詳細な検討を行いたいと思います。ご指摘ありがとうございました。

論文題目：“新潟県中越地震で被災を受けた橋梁の損傷メカニズムに関する一考察” (8-4)

著者：濱本朋久、幸左賢二、阿部弘典、猪熊康夫、成行義文

掲載：Vol.52A, pp.349-356, 2006年3月

◆ 討議 [川島一彦 (東京工業大学)]

1. 図-3 に示される P1 橋脚では、3段配筋のうち2段を中間高さで段落とされています。2段と3段の段落とし高さの違いは僅か 90cm です。しかも、段落とし区間のみ帯鉄筋間隔が広がっています。あまりにもひどい設計と思われれますが、この理由についてご存知であれば教えて下さい。

2. 桁との衝突によって生じた橋台パラペットの被害事例の紹介がありましたが、この橋では橋台との衝突が桁の応答変位を抑え、橋脚の損傷も小さくしています。従来、パラペットにはほとんど配筋されていませんが、ここにきちんと配筋すれば、桁をパラペットに衝突させることにより、橋脚系の橋軸方向の損傷を抑えることができると理解して良いのですか。

◆ 回答：

1. 当時の設計経緯はわかりませんが、一般的ではないと思います。また、橋脚基部で2.5段配筋は、鉄筋の負担が大きくなり、無理して1段に落しているように感じます。普通の設計ではコンクリート断面を大きくしますが、当時は河川内の阻害率などの制約があったのではないのでしょうか。

2. 桁端衝突による損傷を許容することで、橋脚系の橋軸方向の損傷を抑えることができると考えます。また、パラペット部の損傷レベルを、より詳細に整理する必要があると考えます。今後は、レベル2地震動に対して、重要度の細分化や落橋させないということを前提考えた場合には、桁端衝突による損傷を許容することは合理的な設計手法であると考えます。

◆ 討議 [葛西 昭 (名古屋大学)]

事例及び解析で、橋台はどのような挙動をしたのか教えて下さい。

◆ 回答：

解析上も可動支承に設定しており、上部構造の慣性力は直接的には橋台の堅壁に入らないようなモデル化をしております。また、現地調査でのヒアリング結果からも、

橋台は傾いていないと聞いています。

論文題目：“すべり型免震基礎の4径間ラーメン橋への適用性についての検討”（8-5）

著者：横井康人、清宮 理、安 同祥、近藤岳史

掲載：Vol.52A, pp.357-364, 2006年3月

◆討議 [川島一彦 (東京工業大学)]

1. 橋では桁の質量が卓越するため、桁と橋脚上端の間に免震層を設置すれば、免震効果があると考えられます。免震装置を基礎底面に置か、橋脚上端に置か、は設置の特性や信頼性、コスト等によります。どのような免震装置をお考えになっておられるか、コストについてどのように推定されているかを教えてください。

2. 免震層として砂を使用されていますが、基礎に作用する水平力や回転・鉛直力を安定して支持でき、すべりを生じさせ、復元力を適度に有する砂層をどのように施工するかが重要と思われると思います。これについてのコメントをお願いします。

◆ 回答：

1について

免震装置は滑り型、ロッキング型と滑り・ロッキング型に分類することができ、すべり材と緩衝材からなるものを考えております。免震材料は、免震装置の種別に応じてテフロンシート、鉄板、粒径・配合を調整した砂・礫および廃タイヤで加工したゴム粒子と砂・礫で配合した混合物などを考えております。コストに関してまだ具体的に検討しておりませんが、免震効果について、基礎免震構造は支承免震構造（桁と橋脚上端の間に免震支承設置）と同等以上得ることができ、更に、基礎免震の免震装置は安価なものによって構成されるため、コストは低減できると思われると思います。

2について

ご質問の通り、砂を免震材とする場合には免震層の施工方法は重要であり、その方法はまだ検討中ですが、現時点では砂の粒径・配合などの調整によって要求性能に満足させるように考えております。

◆討議 [奥村 徹 (岐阜工業高等専門学校)]

免震基礎の残留変位の除去はどのような方法で行うのですか。

◆ 回答：

本免震構造の残留変位は橋脚柱端部の塑性変形と基礎の塑性変形によるものではなく、殆ど免震装置より上にある構造の剛体変位によるものである。剛体変位なので構造に残留傾斜は生じることはない、残留応力度もあまり生じない。また、滑りする事によって、上部構造に大

きな変位が生じるが、適切な伸縮装置を設置し、桁の変位を吸収できれば、構造の安全性は保つことができると思われます。また、過大な残留変位を抑えるために何らかの形で免震装置に適切な復元力を持たせればできると考えております。具体的にどうするかは今後の課題と考えております。

論文題目：“材料特性と入力地震動に含まれる変動要因が斜張橋の耐震性に与える影響”（8-6）

著者：大塚久哲、古川愛子、鈴木泰之、別宮稔史

掲載：Vol.52A, pp.365-374, 2006年3月

◆討議 [北原武嗣 (関東学院大学)]

橋脚単体と橋梁全体系で標準偏差が異なる理由は何でしょうか。また、その傾向は他の橋梁でも同じでしょうか。

◆ 回答：

構造特性のばらつきを考慮した信頼性解析において、橋脚単体の場合は、橋脚自身自身のばらつきの影響しか受けないのに対し、橋梁全体系の場合は、橋脚自身だけでなく、桁、主塔、ケーブル、異なる橋脚など、他部材のばらつきの影響をも受けるため、標準偏差が異なってくると考えられます。本解析結果は、2主桁複合斜張橋を例にとった1計算例ではありますが、他の橋梁であっても、程度の差はあれ標準偏差は異なってくるものと考えられます。

◆討議 [宇佐見 勉 (名城大学)]

応答塑性率比で損傷度を評価する方法に問題点があるのか、教えてください。

◆ 回答：

最大変形を考慮に入れた応答塑性率比と、累積吸収エネルギーを考慮に入れた損傷度指標の結果を比較したところ、変動係数に大きな違いが見られました。過度の変形によってではなく、繰り返しの変形によって壊れる破壊モードの場合は、考慮すべき損傷度のばらつきがより大きくなると考えられます。

討議 [葛西 昭 (名古屋大学)]

地震波の試行回数として1000回が妥当である理由は何ですか。

◆ 回答：

構造特性のばらつきを考慮したケースと地震波のばらつきを考慮したケースを比較していますが、サンプル数の違いが結果に及ぼす影響をなくすため、地震波の試行回数も構造特性と同じ1000回といたしました。

論文題目：“レベル2地震時における2径間吊橋の主桁・主塔の応答に着目した基礎・地盤のモデル化の検討”（8-7）

著者：大塚久哲・吉田達矢・山内春絵

掲載：Vol.52A, pp.375-384, 2006年3月

◆ 討議 [竹田周平 (金沢大学)]

N値50でSRバネを設定していますが、分布バネモデルでSRバネの1/20と設定している理由は何ですか。

◆ 回答：

基礎底面に分布するばねを20個設置しており、それら1個あたりのばね剛性を全体の1/20としたものです。

◆ 討議 [横川英彰 (オイレス工業)]

基礎のモデル化の違いによって、ケーブルや主桁等の挙動が変化し、設計の考え方が変わるのでしょうか。

◆ 回答：

基礎のモデル化の違いによって応答が変化することは論文に示したとおりです。その応答値の違いによって、それらが照査基準を満足したりあるいはしなかったりしますので、設計されたものが異なってくる可能性はあります。設計の考え方（照査基準）を変えようとするものではありません。

◆ 討議 [木下幸治 (東京工業大学大学院)]

基礎の差異の検討として、吊橋を対象にされた理由は何ですか。

◆ 回答：

著者らが研究の対象として取り上げた『吊橋』の耐震設計の高度化検討に於いて、基礎のモデル化の差異を1つの課題としました。本論文で取り扱った基礎のモデル化の違いが及ぼす影響は、対象とした構造によって異なることは十分考えられます。

論文題目：“2主桁複合斜張橋の地震時挙動と耐震性向上に関する2, 3の考察”（8-8）

著者：鈴木 泰之 大塚久哲 濱田奈世子 大塚篤生

掲載：Vol.52A, pp.385-396, 2006年3月

◆ 討議 [北原武嗣 (関東学院大学)]

まとめ(1)は、PC斜張橋と2主桁複合斜張橋との違いとして結論付けされていますが、これは一般性

を有した結果と理解してよろしいでしょうか。

◆ 回答：

規模、形式により、傾向に差が生じるものと考えますが、一般的には主桁の剛性が大きな程、活荷重載荷時や地震時に主桁に発生する曲げモーメントは、大きくなるものと考えます。

◆ 討議 [宇佐見 勉 (名城大学)]

ダンパーの降伏荷重の決め方と配置方法について述べて下さい。また、ダンパーの降伏荷重は最適値となっていますか

◆ 回答：

本論文で適用したダンパーの降伏荷重は、 $F=100\text{kN}\sim F=2000\text{kN}$ の範囲で製作可能ですが、同時に許容ストローク長も規定されています。従って、ダンパーの設定は、L2地震時に生じる変位がダンパーの許容ストローク長に収まることに留意しつつ、最適な降伏荷重を持つダンパーを選定することになります。

また、耐震性は、ダンパーの降伏荷重の設定とダンパーの個数により、影響されます。過度なダンパーの設置は、耐震性向上に寄与しないことも明らかにされています。本論文では、ほぼ、最適値となっているものと考えています。

論文題目：“鋼斜張橋の解析モデルおよび耐震補強案に関する考察”（8-9）

著者：大塚久哲・山平喜一郎・小宮有貴

掲載：Vol.52A, pp.397-404, 2006年3月

◆ 討議 [葛 漢彬 (名古屋大学)]

支承の軸力（鉛直力）低減のために補助支承の設置による補強について検討されていますが、図-10(a)から、軸力（鉛直方向反力）よりも支承の水平力（橋軸、橋軸直各の両方）の方がそれらの耐力を超えていることが理解できます。鉛直反力の低減よりも水平反力の低減を図ることの出来る補強策を検討すべきと思いますが、如何でしょうか。

◆ 回答：

鉛直反力に関しましては、支承の非線形性を考えることによって確かに応答は降伏値以内になりましたが、より安全性を高めるために補助支承を追加する場合を考えて、その検討結果を示しております。橋軸方向に対しましてはダンパーにより応答を下げることができました。橋軸直角方向につきましては記述していませんが、変位制限ブロック等で支承の応答を下げることもできています。

◆討議 [竹田周平 (金沢大学)]

1. 支承モデルで、X、Y、Z方向のそれぞれに非線形性を考慮されていますが、非線形化以降の3方向の連成は評価されているのでしょうか。つまり、先にX方向で降伏した後はすべての方向で降伏したモデルとなっているのでしょうか。
2. 積分時間の $\Delta S=0.01\text{sec}$ とした理由は何ですか。

◆ 回答：

1. 金属支承の実際の挙動を考慮して、各方向ごとに非線形性を設定しています。
2. 時間間隔の異なる解析を行って、本橋の場合、この時間刻みで十分と判断しております。

◆討議 [宇佐見 勉 (名城大学)]

異種鋼材を含む部材のM- ϕ を苦労して作成されていますが、ファイバー要素を用いれば簡単に処理できます。コンピュータの発達を考慮して、そろそろM- ϕ から脱却することを考えては如何でしょうか。

◆ 回答：

本検討ではM- ϕ 曲線により照査を行うことが、前提としてありましたので、その方針により行いました。その前提は、ファイバー要素による計算結果の信頼性、照査方法が確定していないことによる判断からです。異なるソフトによる解のばらつきを検討、照査方法の確立など、暫くはデータの蓄積が必要と考えています。

本研究も次の段階として、ファイバー要素による解析を行い、これまでの結果と比較することを考えています。

論文題目：“ゲルバー桁橋の地震時応答特性に関する基礎的研究” (8-10)

著者：山口栄輝，深村宗弘，田崎賢治，幸左賢二，
鬼木浩二

掲載：Vol.52A, pp.405-412, 2006年3月

◆討議 [竹田周平 (金沢大学)]

桁が衝突することで、橋梁全体はどのような振動系になるのですか。また、衝突の時刻歴応答について検討されておれば、ご教示下さい。

◆ 回答：

衝突はA1, H1, H2, H3, A2の5箇所で行き起こり、衝突により桁の速度が変わります。衝突箇所、衝突回数が多いことから、橋梁全体としては非常に複雑な動きになります。

衝突の時刻歴応答については十分な検討はできていませんが、桁遊間0.15mの場合を例に取りますと、まず

- 2.49secにH3で追突が起こり、ついで3.61secにH1で追突、3.92secにA2で衝突、4.02secにH3で正面衝突、4.09secにH2で正面衝突、・・・と続きます。

◆討議 [大塚久哲 (九州大学)]

結論に桁が塑性変形を生じたとありますが、どのような面外変形で、どの程度の大きさなのかをご教示下さい。また、桁の補修が可能な程度の塑性変形でしょうか。

◆ 回答：

本研究では梁要素を用いて解析しており、局部座屈などによって生じる面外変形の大きさについては不明です。

鋼上部工の補修可能性の判定基準はまだ十分に確立されておらず、今後検討すべき課題の一つと認識しています。ただ、Caltransの判定基準を参照すれば、例えば桁遊間0.15mの場合に本研究の解析で得られた最大応答ひずみは 3.04×10^{-3} ですので、補修可能な変形であると判断されます。

◆討議 [梶田幸秀 (九州大学)]

桁衝突時における桁の相対速度の大きさを教えて下さい。

◆ 回答：

数多くの衝突が起こっていますので、表-4に示す最大衝突力が作用した際の桁間相対速度を例として示しておきます。

H1 : 2.78 m/s (正面衝突)

H2 : 1.44 m/s (追突)

H3 : 1.22 m/s (正面衝突)

◆討議 [横川英彰 (オイレス工業)]

1. モデル橋の固有周期を教えてください。
2. 地震波をこの論文のように設定されたのはどうしてですか。

◆ 回答：

1. 橋梁モデルの固有周期は、1次モードが0.408sec, 2次モードが0.381sec, 3次モードが0.313sec, 4次モードが0.269sec, 5次モードが0.265secです。

2. 橋梁モデル作成に際して参考にした橋梁は新潟県に位置し、新潟県中越地震で被災しています。この点に鑑み、新潟県川口町で観測された加速度記録を用いました。

論文題目：“長大吊橋の大地震時非線形挙動に関する研究” (8-11)

著者：西川孝一，吉塚守，坂手道明，野中哲也，
岩村真樹

掲載：Vol.52A, pp.413-424, 2006年3月

◆討議 [鈴木泰之 (㈱建設技術研究所)]

1. 破断による構造系の変化を、部材の削除で表現するのではなく、破断部材の非線形特性を考慮することで表現出来ませんか。
2. 破断により構造系が変化しますが、部材の断面力・変位等をどのような手法で新しい構造系に引き継ぐのでしょうか。

◆回答：

1. 本研究では、破断による構造系の変化を、部材を削除で表現しましたが、これ以外に、破断点から部材の剛性を負の剛性にする方法があります。ご指摘の部材の非線形特性を変化させる方法がこれに相当しますし、このような方法が一般的だと思います。しかし、部材が座屈して最大耐荷力以降の現象を表現するのであれば、この方法で十分ですが、本解析においてセンターステイ等が引張破断するような現象に対しては、本研究で提案する部材削除の方が実現象に近いと考えられます。
2. 数値積分法としてはニューマークの β 法を採用し、時間積分ステップごとに釣り合いの計算を行っています。構造系が変化（部材が破断）した時点でも、新たに釣り合いをとりその系での変位、断面力が得られます。各時間積分ステップでは、釣り合いは必ず取れています（時間積分ステップ毎に収束計算をしています。一度に多くの部材を削除すると構造全体が不安定となり、収束計算ができない場合もありますが、本解析のようにセンターステイの削除程度なら問題ありません）。したがって、新しい構造系への引き継ぎについては、破壊前の構造系（時間積分ステップ n ）から、破断部材を削除した破壊後の構造系に変化させ、時間積分ステップ $n+1$ として、破壊後の構造系の応答値（変位や断面力）を得るようにしています。

◆討議 [水田洋司 (九州産業大学)]

破断点の確定や次のステップ点（時間点）の確認をどのようにして行うのですか。

◆ 回答：

本研究で提案する方法では、まず、事前解析として破断を考慮しない解析を実施し、破断する部材を決定します。部材の破断については、ひずみで判断しました。次に、再解析を行い、その部材のひずみをモニタリングして、部材終局と判断できるひずみ（例えば、引張ひずみが5%）に達したときを破断点と確定します。破断点が確定されれば、その時点からひとつ前のステップ（時間積分ステップ n ）を破断前の構造系とします。その破断前の構造系から変化させた新たな構造系（部材を削除した構造系）を、時間積分ステップ $n+1$ として、釣り合い計算を行い、破断後の構造系の応答値を得ています。

論文題目：“逆L字型RC橋脚の地震応答特性に関する実験的検討”（8-12）

著者：永田聖二・川島一彦・渡邊学歩

掲載：Vol.52A, pp. 425-436, 2006年3月

◆討議 [宇佐美 勉 (名城大学)]

逆L型鋼製橋脚の研究から得られた知見によれば、橋脚単体の挙動と橋梁システムとしての挙動は、桁の剛性が大きいと、かなり異なります。すなわち、橋梁システムとしての橋脚のねじれ変形は拘束されていると考えられます。これに関し、RC橋脚について得られた知見を教えてください。

◆回答：

桁の剛性が大きいと、逆L字型橋脚のねじりが拘束されるということは、RC橋脚も鋼製橋脚も変わらないでしょう。鋼製橋脚を対象とした研究で明らかにされているように、桁の剛性が高く、支承が健全であれば、橋脚のねじれは拘束されますし、支承が破壊すれば、橋脚のねじれ角が大きくなる恐れがあります。

RC橋脚を対象とした知見としては、1999年に近藤らによる解析的検討があります¹⁾。ここでは、逆L字型橋脚で支持された橋梁を対象として、橋軸方向に静的な荷重を与えて、橋脚のねじれがどの程度生じるか検討しています。RC橋脚にねじれ剛性についてはまだ明らかにされていないため、

- a 橋脚が全断面有効剛性を有する場合
- b 全断面有効剛性の半分の剛性を有する場合
- c ねじり剛性を持たない場合

の3通りを仮定して解析が行われています。その結果、例えば橋脚がねじりに対して抵抗しない（上記c）の場合においても、桁や支承がねじれに対して抵抗するため、ねじれ角が小さく抑えられ、システム全体としては安定することを示しています。ただし、システムとしての安定を保持するためには、支承にかかる負担が大きくなるのが指摘されています。

筆者らは、逆L字型RC橋脚で支持された連続橋を対象として、橋梁システムとしての応答特性を3次元動的解析により検討しています²⁾。その結果によれば、支承が十分強ければ、橋脚のねじれ角は拘束されますが、支承が破壊したり、ゴム支承により支承変形が大きくなったりすると橋脚に大きなねじれ角が生じることが懸念されています。

◆討議 [水田洋司 (九州産業大学)]

逆L字型RC橋脚の実験的検討で得られた現象が起こらないようにするための対策についてご教示下さい。

◆ 回答：

逆L字型橋脚に懸念され最も重要な問題は、偏心鉛直荷重による偏心方向への橋脚の倒れ込みであると考えます。

既設の逆L字型橋脚への対策としては、逆L字型橋脚の偏心引張面に鉄筋コンクリートを増打ちし、PC鋼棒を用いてポストテンションを導入するという方法が提案されています³⁾。ここで、このポストテンションは、桁荷重による偏心モーメントを打ち消すように導入されます。この補強効果については、繰り返し載荷実験およびハイブリッド載荷実験により検討されています。

また、橋脚の残留変位は、橋脚基部の曲げ塑性変形に起因することから、積層ゴム支承を用いることにより、橋脚基部の損傷が軽減し、残留変位の低減効果が見込める可能性があることが解析的に明らかにされています²⁾。

- 1) 近藤益央, 運上茂樹, 寺山徹: 偏心曲げモーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚のねじりに関する研究, 第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム, pp. 163-166, 1999.
- 2) Seiji Nagata and Kazuhiko Kawashima: Seismic Response of Bridge supported by C-bent Columns, 第9回地震時保有耐力法に関するシンポジウム, 土木学会, pp.337-344, 東京, 2006.
- 3) 福田智之, 永田聖二, 川島一彦, 渡辺学歩: 逆L字型橋脚の耐震補強法, 日本地震工学会大会, 京都, pp. 400-401, 京都, 2005.

論文題目: “Combined Cyclic Flexural-Torsional Loading Test of RC Columns” (8-13)

著者: Pailboon Tirasit and Kazuhiko Kawashima
掲載: Vol.52A, pp.437-443, 2006年3月

◆ 討議 [山尾敏孝 (熊本大学)]

Fig.7 の Interaction Curve に不連続な点が生じる原因は何ですか。また、この曲線を今後どの様に使用するのですか。

◆ 回答:

The values of each point in the plot are based on the averages of the maximum torsion or maximum bending moment, depending on which value the column reached first, and the corresponding bending moment or torsion. Also, the columns under combined cyclic bending and torsion reached their maximum torsions prior to the maximum bending moments. Based on these results, the discontinuity curves are obtained. In the authors' opinion, this point is important for the analysis and design of column subjected to combined action. Currently, the section analysis cannot consider this phenomenon.

It is noted that if the maximum torsion and maximum bending of each specimen is plotted to obtain the interaction curve, smooth interaction curve as the conventional one are acquired.

論文題目: “損傷した矩形断面鋼製橋脚の補修後の耐震性能に関する研究” (8-14)

著者: 松尾大道、鈴木森晶、青木徹彦

掲載: Vol.52A, pp.445-453, 2006年3月

◆ 討議 [宇佐美 勉 (名城大学)]

コンクリート部分充填補強法について

1. コンクリート充填高さはどの様にして決定されたのですか。
2. 充填部の上部に座屈損傷が生じていますが、充填高さをもう少し高くすれば、あるいは計算によって適切な高さを求めれば、更に変形性能が増すと考えられますが、如何でしょうか。
3. 結論的にはコンクリート部分充填法が補修方法として最も優れていると考えて良いのですか。

◆ 回答:

1. 損傷した部位を補修するという観点から、損傷した部分を含むダイアフラム間にコンクリートを充填することとしました。
2. 充填部の上に座屈損傷が生じたのは、補修部分の強度が、損傷前と比較して大きくなったことが主たる原因と考えられます。補修したことによる強度回復がどの程度であるのかが明確に判定できれば、ご指摘のとおり充填高さを適切に選んでやることにより、さらに変形性能を増すことも考えられます。しかしながら、一旦損傷を生じた断面にどの程度の耐力が残っているかなど、現時点では不明な部分が多く、今回は補修方法により、耐震性能にどの程度の差異が生じるかなど、基本データの収集に着目し実験を行いました。今後の課題とさせていただきます。
3. 今回採用した補修方法の中では、コンクリートを損傷部分に充填する手法が最も安価で効果的な手法と言えます。しかしながら、他の補修方法についても用いる板厚や形状などの工夫次第では、さらに優れた耐震性能を有する補修方法と成りうる可能性もあります。これらの点については今後の課題と考えています。

◆ 討議 [永田聖二 (東京工業大学)]

橋脚基部の片面ばかりに損傷した場合はどの様に補修すべきでしょうか。

◆ 回答:

今回の補修は残留変位が非常に小さい場合を想定しています。また、片面のみが損傷を起した場合は、脚全体としての残留変位の大きさが問題になると思われます。しかしながら、片面のみの損傷でも、残留変位が非常に小さい場合には、損傷した面に対して本研究で提案した応力伝達タイプの補修方法が有効と考えられます。

ご指摘のこの種の問題については、不明な点が多く、

今後の課題と考えております。

◆討議 [中島章典 (宇都宮大学)]

補修する前に損傷させた試験体の損傷程度や座屈のパターンは同じになっているのでしょうか。

◆ 回答 :

損傷程度や座屈のパターンが同じ供試体を用意するのは極めて難しく、現実的には不可能と思われます。したがって、本研究では、過去に別の目的で使用した同一断面寸法の供試体を用いました。補修前に、これらの供試体に対して初期剛性、座屈形状、偏心量などを計測したところ、大きな差異は無かったものの、完全に同一な損傷状態とは言いきれません(論文中の表-2, 3 参照)。しかしながら、初期剛性や座屈量との間には明確な関連も見られませんでした。

したがって本研究では、全て同じ損傷状態や座屈形状ではありませんが、ほぼ同程度の損傷であると判断をいたしました。

◆討議 [山尾敏孝 (熊本大学)]

損傷した橋脚の補修範囲は、局部座屈等の損傷した部分のみを対象とするのでしょうか、あるいは補修後の挙動も考慮して補修範囲を広げることもあるのでしょうか。

◆ 回答 :

ケースバイケースですが、基本的には損傷をした部分のみを補修することを念頭においています。ただし、必要に応じて補修範囲を広げることもありえます。これは、本研究の補修に対する考え方として、適切に設計された橋脚の損傷に対して補修をする場合は、損傷前と比較して強度増加になってしまうような過剰な補修は避ける。また、最大荷重を損傷前と比較して±10%以内を目指すもの、としました。実験結果では、各種の補修によって補修後の挙動が異なりましたが、今後この種の実験データの蓄積により補修方法および補修範囲の模索が必要と考えられます。

論文題目: “水平2方向地震力を受ける鋼製橋脚アンカー一部の終局挙動に関する研究” (8-15)

著者: 廣江昭博、青木徹彦、鈴木森晶、海老澤健正
掲載: Vol.52A, pp.455-463, 2006年3月

◆討議 [川島一彦 (東京工業大学)]

履歴曲線の包絡線に対して方形載荷と円形載荷を比較すると、円形載荷の方が方形載荷よりも耐力低下が著しくなっています。累積エネルギー吸収を見ると、方形載荷の方が円形載荷よりも大きくなっています。方形載荷では円形載荷よりも大きなエネルギー吸収を

与えたにも拘わらず、耐力低下は小さい結果となっていますが、この理由は何でしょうか。

◆ 回答 :

重要なご指摘と思います。これはアンカー部のボルト配列と関係があるように思われます。すなわち、今回の供試体ではアンカーのボルトは正方形に配置されており、方形載荷では、載荷方向の4本のボルトがほぼ様な作用力を受けるため、同じ変位では抵抗強度が大きくなり、円形載荷では、特にコーナー部のボルトが常時より厳しい状況になっていると考えられます。

同様な現象は、アンカーは破損しない通常の正方形断面鋼製橋脚の2方向載荷でも見られました。すなわち、載荷によって、鋼製橋脚基部に座屈変形が進行しますが、今回とほぼ類似の載荷条件で、円形載荷の最大強度が、方形載荷の約1/2に低下しています。より詳細な原因究明は今後の重要な課題と考えられます。

◆討議 [永田聖二 (東京工業大学)]

方形載荷や円形載荷で耐力を求める意義についての考えをご教示下さい。

◆ 回答 :

実地震波は橋脚に対して水平2方向から作用し、これを反映させた橋脚強度、変形能や設計指針の作成が必要です。従来は1方向入力実験の成果を設計基準に反映していますが、多くの試験は漸増変位準静的繰り返し試験です。理想的には、実地震波を用いたハイブリッド実験結果が欲しいところですが、これとても、地震波が違えば結果は異なり、実態を把握するためには多くの異なった地震波に対する実験を大量に行う必要があります。これには実験のコスト、時間の点で問題があります。そこでパラメータの異なる橋脚の耐震性能を簡単に把握する目的で、実際の地震とはかなり異なる単純モデル化した単調漸増変位を実験に用いているのが現状です。

2方向載荷についても同様で、まずは単調漸増変位の試験を行って、橋脚の基本的耐震性能を把握することから始めることが基本手順となります。しかし2方向の場合、単調漸増変位といっても載荷パターンは急に増加します。そこで今回は最も簡単な円形と方形を試したわけです。このほか基本載荷パターンだけでも、楕円形載荷、星形載荷、円形と方形の中間的八角形載荷その他の載荷パターンが考えられます。それぞれで異なった耐震性能がでた場合、それをどう評価するかが次の課題となります。

そのためには、やはり2方向実地震波を用いたハイブリッド実験を行って、これらの単純化載荷パターンとの比較検討が必要と思われる。すべて実地震波を用いれば良いのではないかとの意見は、1軸のところ述べたように大量の実地震波による結果が必要なこと、実験のコ

スト、実験の施設、ハイブリッド実験技術を考えると現実的ではありません。よって実地震の応答を反映する最も合理的な単純化載荷パターンを見つけたこと、これによるパラメータの異なった橋脚モデルの耐震性能を合理的に把握することが現実的方法と考えられます。

2方向載荷の研究は世界的に見てもまだ緒に就いたばかりですが、橋脚の場合、初歩的な知見だけからでも1方向載荷とは異なった強度低下や変形性能を示しているため、安全な構造物実現のためには、早急に2軸方向載荷の実験結果を提示する必要があります。しかし上記のような大きな課題がまだ残されています。

論文題目：“圧縮芯をもつ鋼管橋脚の耐震性能実験”（8-16）

著者：服部宗秋、青木徹彦、鈴木森晶

掲載：Vol.52A, pp.465-475, 2006年3月

◆ 討議 [永田聖二（東京工業大学）]

圧縮芯をもつ橋脚の復元力特性において最大耐力後、一度耐力が下がって、再度、粘る理由をご教示下さい。

◆ 回答：

最大強度までは、圧縮芯に多少の遊びがあるため通常の圧縮芯のない鋼製橋脚とほぼ同じ挙動をしていると思われます。ところが橋脚下部に座屈変形が生じ始めて、橋脚の軸方向の変形が大きくなると、橋脚に作用する軸方向圧縮力は、曲げによる片側の圧縮力も含めて、新たに設けた圧縮芯に作用し始め、それ以降の圧縮力が鋼板に伝わらなくなるために、橋脚としての強度低下はなくなるものと思われます。一方従来の橋脚は鋼板の座屈により圧縮耐力が急速に減少して最大荷重後は速やかに耐力低下をきたしています。

◆ 討議 [当麻庄司（北海学園大学）]

圧縮芯と鋼管の軸力分担率が非常に重要になるのではありませんか。この分担率によって挙動が大きく変化すると考えられます。如何でしょうか。

◆ 回答：

圧縮芯は橋脚の中央部に両端ピンの支持条件で設置されています。圧縮芯の役割は、鉛直方向の上部工自重を分担することと、水平力による基部曲げ成分のうち圧縮側鋼板に作用する圧縮力を分担することです。引張り側は鋼板が受け持つため、橋脚の最大強度は圧縮芯と鋼管の軸力分担率によってほとんど変化ないと考えられます。したがって必要以上に大きな圧縮芯を入れたとしても最大強度には変化はないものと思われます。

実際には、遊びがあるため圧縮芯に全体の力が作用する前にはじめに鋼管に軸圧縮力の大部分が作用し、座屈

変形により軸方向変形が生じた後、圧縮芯が機能し始めます。もし遊びがないとこれが早くなり、遊びが大きくと若干遅れることとなります。この遊びの多少が、分担率となって現れますが、橋脚の座屈による軸方向変形が大きく、この遊び部分をすぐに上回ってしまうため、圧縮芯が比較的早く機能すると考えられ、その後の変形性能は、圧縮側よりも、引張り側の鋼板自体の塑性変形能で決定するため、圧縮芯と鋼管の軸力分担率は、大きな影響を与えることはないと考えられます。

◆ 討議 [葛 漢彬（名古屋大学）]

1. 実験で圧縮芯の損傷が見られたでしょうか。
2. 設計において、圧縮芯と鋼管との荷重分担率をどの程度にすべきでしょうか。径厚比との関連においてどうお考えになりますか。また、それによって塑性率が変化することはありませんか。

◆ 回答：

1. 全く見られませんでした。
2. 最大強度は圧縮芯のない橋脚の引張り側の塑性変形によって決まると考えられますので、圧縮芯も上部工自重に加え、それに耐える強度があれば良いと思います。要するに、圧縮芯は橋脚の基部の圧縮側の鋼板が受け持つ圧縮力を肩代わりしていると考えれば良く、荷重分担率という考えは現象を複雑に捉えてしまうため、避けた方がいいように思います。

圧縮芯のあるなしの違いは一方は座屈してしまうが、圧縮芯は座屈しないで、圧縮に耐えているとことです。引張り側は、繰り返し荷重を受けるごとに当然塑性変形が進行し、これが荷重-変形性能に影響すると思われます。径厚比の違いも、圧縮芯のあるなしで、最大強度に大きな変化はなく、座屈しないから変形能が大きいのびたと考えられます。逆に、従来型の橋脚は座屈が生じるために耐力の低下が生じ変形能もない、径厚比が大きいと座屈しやすい、圧縮芯は圧縮側の座屈による強度低下を支えているということではないでしょうか。

論文題目：“地震時における杭基礎で支持された構造物の群杭効果に関する解析的研究”（8-18）

著者：橋本至・林川俊郎・小幡卓司・寿楽和也

掲載：Vol.52A, pp.489-498, 2006年3月

◆ 討議 [松田 宏（JIPテクノサイエンス）]

擬似3次元モデルを選択した理由についてご教示下さい。

◆ 回答：

上部構造-基礎構造-地盤系の動的相互作用を考慮した耐震性評価において、地盤を有限要素法でモデル化す

る一体解析手法は有効であり、適用範囲も広いことが知られている。

本研究で対象とした杭基礎において、杭-地盤間の相互作用は三次元的挙動であり、地盤を三次元有限要素法でモデル化し、土の応力-ひずみ関係に適切な構成則を適用することにより三次元挙動の表れである群杭効果などが評価できるものと考えている。一方、その手法は土の構成則の三次元への展開や種々パラメータの設定に研究課題が多いだけでなく、解析作業に要する膨大さの問題がある。これまで、二次元有限要素法でモデル化する一体解析による研究があるが、杭体が壁部材のように取り扱われること（本文参考文献10）、地盤の奥行き方向幅の設定法など課題が多い。また、杭-地盤間の三次元的挙動を支配する主要因として、変位時に土が杭間をすり抜ける挙動（本文参考文献11）を考えている。

本研究では、地盤を二次元有限要素法で、基礎杭を含めた構造物を骨組みで別にモデル化して、杭と地盤を杭-地盤の三次元挙動を反映した相互作用バネ（本文参考文献18,19）で結合して一体化する簡易三次元解析モデルを採用しました。

論文題目：“基礎ロッキング免震に対する水平2方向入力の影響”（8-19）

著者：長井崇徳、川島一彦

掲載：Vol.52A, pp.499-509, 2006年3月

◆ 討議 [岡野素之 (㈱大林組)]

構造物のスリム化に寄与すると考えられますが、設計レベルに到達するまでのプロセス、課題についてご教示下さい。

◆ 回答：

この考え方を実用するためには、やはり大規模地震動に対する最終的な倒壊に対する安定性をいかに確保するかが重要だと考えられます。もともと自己復元力を持つ系ですから、転倒に対する安全性は高いのですが、確実な手段としては、フーチングをアースアンカー等で固定し、あるレベル以上の浮き上がりは生じないようにすることが考えられます。他の研究グループに追試をしていただき、さらに大型振動台実験で応答を確認し、解析手法の妥当性も検証すればモデル施工に入る準備が整うと考えられます。

◆ 討議 [松田 宏 (J I Pテクノサイエンス)]

現行の設計では基礎の浮き上がりを考慮しない系が一般に用いられているが、今後、浮き上がりを考慮する系に向かう可能性はあるのですか。

◆ 回答：

現在の設計法で設計された直接基礎でも、過去の大地震時には基礎は浮き上がっていたのではないというのがこの論文の主旨です。現状までの直接基礎の応答が許されると考えるのであれば、基礎の浮き上がり歯問題ないこととなります。重要な点はどのレベルの浮き上がりであれば許容するかです。これにはいろいろなグループの追試が必要ですが、ここを決めさえすれば、耐震設計で浮き上がりを見込んだ設計が可能になると思われる。

論文題目：“2方向擬似動的実験において制御誤差が精度に与える影響”（8-20）

著者：小畑 誠、羽根史浩、後藤芳顕

掲載：Vol.52A, pp.511-519, 2006年3月

◆ 討議 [川島一彦 (東京工業大学)]

塑性域に達した段階で、2方向の応答変位を求め、これをアクチュエーターで供試体に与える場合、オーバーシュートしないように2方向の変位をどのような順序で、どのように速度をコントロールして与えるべきかについてご教示下さい。

◆ 回答：

私共が使用している MTS 社製の Test Star II では、3本のアクチュエータの動きは完全に同期化させることができます。したがって、アクチュエータの操作については、わたくしどもではユーザー側で特別な指定をすることなく、それぞれのアクチュエータに制御すべき変位量を指定しています。これは塑性域に達した状態でも変わりません。一般論としても、複数本のアクチュエータの動きは同期させるべきだと思います。特に塑性域では経路依存性により、実験結果が制御する順序に依存する可能性があるからです。

次に、アクチュエータの速度について、私共はおよそ 0.07~0.1mm/秒としています。この速度の適否は、アクチュエータの性能や供試体の種類、実験時間等を総合的に考慮して判断しています。私どもは、鋼製の供試体に対してしか実験を行っていませんが、最大荷重後の領域でも安定した供試体の挙動が得られています。

論文題目：“鋼製パネル組立てによるRC柱の耐震補強に関する研究”（8-21）

著者：長縄卓夫、岡野素之、小松章、相京博幸

掲載：Vol.52A, pp.521-528, 2006年3月

◆ 討議 [川島一彦 (東京工業大学)]

耐震補強用パネルを製作するという発想は興味深いと思われました。ピンでパネルを固定する方法を採用された理由は何でしょうか。また、メカニカルに組み込む構造の方が施工に便利と考えられますが、このような構造との利害得失についてもお聞かせ下さい。

◆ 回答：

店舗等で利用されている箇所でのRC柱補強に対する施工性の向上を考えた場合、一般的な工法として採用されている鋼板補強工法に対する主な改善点としては、重機の使用や、現場での溶接および塗装の省略が挙げられます。

現場溶接に変わるものとしては、かみ合わせ継手なども有効な方法であると考えます。

しかし、今回は人力施工を可能にするために鋼板を小型に分割することもあったため、製作コストにも配慮して小型パネル成形時に凸型の加工を併せて行い、これを接続パネルとかみ合わせる方法を採用することとしました。なお、発生するパネルの面内引張り力は、基本的に凹凸のかみ合わせで伝達する構造ですが、柱の変形に伴いパネルが面外方向に変形することにより突起がはざれることを防止するために、リベットも併せて施工することとしています。

個別に機械式継手を設ける場合とは異なり、継手強度が、補強の仕様で決定される鋼板板厚等に依存することになりますが、この構造で強度的に問題ないことを実験により確認しています。

工場でのプレス加工であるため製作精度が高く、シンプルな継手構造であるため、コスト的に優位であるとともに外観もすっきりしたものになっていると考えます。

論文題目：“軸力と二軸曲げを受けるRC柱の実験および解析” (8-22)

著者：佐藤知明, 小林治俊, 角掛久雄, 北田裕久, 島田 功

掲載：Vol.52A, pp. 529-536, 2006年3月

◆ 討議 [松田泰治 (熊本大学)]

1. ひずみの大きな領域は設計で考えている塑性ヒンジ長と対応しているのですか。
2. 鉄筋の応力-ひずみ関係で第二剛性をパラメータとした感度解析は行っているのですか。

◆ 回答：

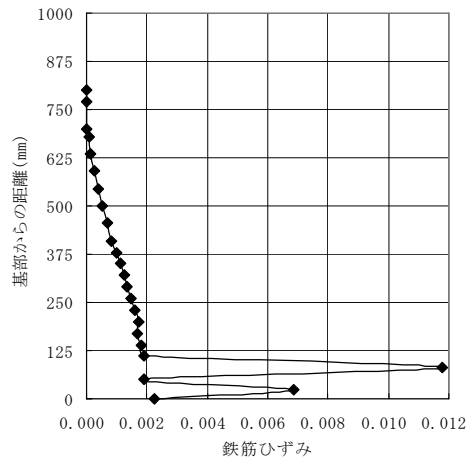
回答の前提として、本編に多用しているNo. 065-2について記述いたします。以下での回答につきましては、他の供試体についても同様の傾向を得ております。

1. について

まず、一軸曲げを想定した道路橋示方書に従って求めた、本供試体に対する塑性ヒンジ長は、 $0.5 D = 125 \text{ mm}$ となる。

はじめに、コンクリートの損傷に関しては、実験から観察された圧縮破壊領域は、柱基部から $175 \text{ mm} (=0.7 D)$ までであり、主要な曲げひびわれは柱基部、柱基部から $200 \text{ mm} (=0.8 D)$ 、および $400 \text{ mm} (=1.6 D)$ の高さに発生していた (本編 図-12 参照)。

一方、FEM 解析では、圧縮破壊領域は柱基部から $200 \text{ mm} (=0.8 D)$ 、主要な曲げひびわれは柱基部、柱基部から



回答図-1 鉄筋ひずみ分布

$15 \text{ mm} (=0.06 D)$, $95 \text{ mm} (=0.38 D)$, $185 \text{ mm} (=0.74 D)$, および $275 \text{ mm} (=1.1 D)$ の高さに発生した (本編 図-17 および 18 参照)。

次に、鉄筋ひずみについては、実験では、本編図-11(a) および(b)に示すように、柱基部から $62.5 \text{ mm} (=0.25 D)$ に設置した下段のひずみゲージに加え、 $125 \text{ mm} (=0.5 D)$ に設置した上段のひずみゲージにおいても、X(+)側のひずみゲージは降伏していることが確認された。

一方、FEM 解析では、引張が最も顕著となるコーナー部に配置された鉄筋要素に関するひずみ分布を回答図-1に示す。この図から、鉄筋ひずみの最大値は、塑性ヒンジ長さの中心 $62.5 \text{ mm} (=0.25 D)$ よりも高い、柱基部から $95 \text{ mm} (=0.38 D)$ で発生していることがわかる。

これら実験およびFEM解析結果から得られた、コンクリートに関する損傷領域および鉄筋ひずみに関する考察の結果、RC柱が二軸曲げを受けた場合には、一般に用いられている、一軸曲げを想定した塑性ヒンジ長よりも高い位置まで損傷するものと考えられます。

2. について

本検討では、鉄筋の応力-ひずみ関係の設定において、第二剛性を一般によく用いられる初期剛性の1%として解析を行っている。この際、感度解析は実施していないが、本編 図-15(b)に示すように、荷重-変位曲線が実験結果と相似であったことより、第二勾配の仮定は妥当なものであると判断しました。